

西九州の中小河川における洪水極値の研究

戸原 義男・加藤 治・長 裕幸

(土地改良学教室)

昭和56年5月30日 受理

A Study on the Maximum Flood Discharge of the River
with Small Basin in the Western Part of Kyushu District

Yoshio TOHARA, Osamu KATO and Hiroyuki CHO

(Laboratory of Irrigation and Drainage Engineering)

Received May 30, 1981

Summary

A study was made on a method to calculate rationally the extreme value of flood discharge.

First, Depth-Area-Duration (DAD) characteristics were investigated using the data of the maximum intensity of rainfall per hour which had been observed on the basin of the Honmyo River and the magnitude of the peak of flood flow rate from this basin was given by the equation (3.10). It became clear that the curve from the equation (3.10) enveloped the peak discharges of flood records of all basins in Kyushu district, as shown in Fig. 3.7.

Secondly, the 0.5% (200-years return period) probable intensity of precipitation per hour was calculated on each observatory in the western part of Kyushu.

The coefficient, K which gives a peak flood discharge of each basin was determined from DD characteristic of each observatory and the distribution of K values was shown in Fig. 5.1.

Finally, a method was studied to calculate accurately the flood discharge flowed into a dam with small basin.

A water stage curve was approximated to Lagrangian interpolation polynomial. A peak discharge of flood and its time were calculated accurately with the polynomial.

The results agreed with the observational values sufficiently.

1. ま え が き

河川改修の進んだ今日でも極めて局地的に発生する集中豪雨によって、上流部の溪流や山腹溜池は崩壊するケースが多い。最近では1967年7月豪雨で佐賀県下の有田川、伊万里川両水系だけでも崩壊箇所は60余に及んでいる。災害の主原因は洪水ピーク流量を安全に流下させるだけの流積が不足していたことが第一に挙げられる。また、古い時代に築造された溜池の余水吐能力は隣接地区でも、かなりの差があり合理的とはいえない。小流域の溪流、溜池の水理設計は大がかりな水文調査、解析が行われることなく、比流量曲線式 $q = CA^{(A^{-0.05}-1)}$ ($m^3/sec/km^2$) で、九州・沖縄地域比流量値 ($C=56$) といった大ざっぱな値が採用されることが多い。

著者等^{1), 2)} はこれまで佐賀、長崎両県下の降雨資料を収集、整理し、DAD 解析により降雨の

時・空間的特性を明らかにすると共に、合理式から出発した洪水極値比流量式を提案した。

佐賀県松浦川流域における既往最大級の降雨から空間的特性 (DA 解析) に重点をおいた解析を実施した。したがって、流域 (435 km²) の面積雨量が大きいものを採用し、流域近傍の観測点最大雨量は解析に含まれていない。この理由は、域内において既応最大点雨量が発生した時点の雨は、流域面積雨量としては必ずしも大きくなかったためである。

松浦川洪水極値比流量曲線式を (1.1) に示す、

$$q = K \cdot A^{-0.139} \exp(-0.0057 A^{0.64}) \quad \dots\dots\dots(1.1)$$

ただし K: 19.4. 松浦川における最近の観測洪水比流量はすべて (1.1) によって十分包絡されている。しかし、西九州全域における既往最大観測比流量は包絡していない。そこで、点雨量とくに、降雨強度の値によって定まる定数 K 値を修正し、観測流量をすべて包絡するように改良したのが (1.2) である。

$$q = 46.3 A^{-0.139} \exp(-0.0057 A^{0.64}) \quad \dots\dots\dots(1.2)$$

K 値を修正した時点では降雨資料とは無関係であり、解析上の問題が残された。

九州における既往の最大降雨強度は1957年7月25日に発生した諫早大水害時、雲仙北斜面に近い西郷で観測されている。また、当日の雨は諫早湾沿岸及び本明川流域の限られた範囲では西郷に次ぐ降雨強度が観測されている。小流域 (<100 km²) を対象とすれば、諫早大水害時の降雨資料より DAD 解析を行い、(1.2) と同型の比流量曲線式を求めれば、少なくとも西九州における観測最大比流量値を包絡するはずである。さらに、仮定を進めて既往最大降雨強度から求めた比流量曲線式が既往の洪水極値を包絡すれば、観測期間の短い山村地域でも資料の整った近傍観測点の確率降雨強度を推定し、それから比流量曲線式を求めておけば、その地域の確率洪水極値が定まる。このような考えに立って、諫早大水害時の洪水極値比流量曲線式を同定し、式の定数について物理的、幾何学的意味を吟味した。続いて佐賀県を中心とした西九州各降雨観測点の確率降雨強度を求め、小流域における各地の洪水極値を予測した。

また、観測資料整理に当たって小規模ダムにおける洪水流量算定法を検討し、計算法を提示した。

2. 降 雨 強 度

降雨強度解析に使用した時間雨量の観測所を Tab. 2-1 に、またその位置を Fig. 2-1 に示す。観測所の設置が比較的新しいことと、欠測期間があり確率統計処理が可能な資料は少なかった。収集した資料からコンピューターにより各時間ごとの降雨強度 (R₁~R₂₄) を求め、そのうちから 1, 2, 3 時間の各降雨強度について観測最大値を Tab. 2-2 に示す。ただし、R₁ の最大値と R₂ 及び R₃ との生起年月日は必ずしも一致しないので、R₁ が最大の降雨を選び、R₂, R₃ についてはその一連の降雨で発生した値をそれぞれ採用する。つまり、R₂, R₃ は測点によっては観測最大値でないものも含まれている。佐賀県とくに松浦川流域では 1967.7.8 の豪雨、また長崎県本明川流域では 1957.7.25 の諫早大水害時の観測値が多い。ただ、観測開始が新しい測点については 2 つの豪雨が記録に含まれていないので、その後発生した観測最大値を示している。西九州とくに佐賀、長崎両県下の強雨について特筆できることは、大水害をもたらす降雨が極めて局地的に発生することである。その 1 例を Tab. 2-3 に示す。1957.7.25 の諫早大水害時では、雲仙の北斜面に位置する西郷では、わが国の観測記録でも最大級の 144 mm/hr (日雨量 1106.4 mm/day) が観測されている。しかし、約 30 km 離れた諫早では 76.0 mm/hr、さらに有明海を隔てた佐賀で

Tab. 2-1. 毎時降雨観測所

| 番 号 | 観 測 所 | 所 属 | 緯 度 N | 経 度 E | 資料保管所 |
|-----|--------|-------|-----------|------------|-------------|
| 1 | 唐 津 | 県 土 木 | 33°26' 8 | 129°58' 2 | 県 河 川 開 発 室 |
| 2 | 切 木 | 〃 | 25' 4 | 53' 0 | 〃 |
| 3 | 和 多 田 | 気 象 庁 | | | 佐賀地方気象台 |
| 4 | 池 原 | 県 土 木 | | | 県 河 川 開 発 室 |
| 5 | 宇 木 | 建 設 省 | 33°23' 48 | 130°00' 54 | 佐賀地方気象台 |
| 6 | 北 山 ダム | | | | 北山ダム事務所 |
| 7 | 背 振 山 | 気 象 庁 | 33°25' 8 | 130°21' 9 | 福岡管区気象台 |
| 8 | 権 現 山 | 〃 | | | 佐賀地方気象台 |
| 9 | 広 川 | 建 設 省 | 33°23' 48 | 130°06' | 〃 |
| 10 | 相 知 | 〃 | 〃 | 130°00' 46 | 〃 |
| 11 | 北 波 田 | 県 土 木 | 33°22' 5 | 129°57' 4 | 県 河 川 開 発 室 |
| 12 | 伊 万 里 | 〃 | 33°16' 5 | 129°52' 7 | 〃 |
| 13 | 東 田 代 | 〃 | 16' 7 | 130°00' 5 | 〃 |
| 14 | 八 幡 岳 | 気 象 庁 | | | 佐賀地方気象台 |
| 15 | 西 多 久 | 建 設 省 | 33°23' 48 | 130°04' | 〃 |
| 16 | 岸 川 | 〃 | 〃 | 130°07' | 〃 |
| 17 | 神 崎 | 県 土 木 | 33°18' 3 | 130°22' 4 | 県 河 川 開 発 室 |
| 18 | 佐 賀 | 気 象 庁 | 33°14' 6 | 130°18' 3 | 佐賀地方気象台 |
| 19 | 有 田 | 〃 | 33°10' 5 | 130°53' 5 | 〃 |
| 20 | 武 雄 | 県 土 木 | 33°11' 8 | 130°01' 5 | 県 河 川 開 発 室 |
| 21 | 白 石 | 気 象 庁 | | | 福岡管区気象台 |
| 22 | 嬉 野 | 〃 | 33°05' 5 | 130°59' 7 | 〃 |
| 23 | 鹿 島 | 県 土 木 | 33°06' 6 | 130°05' 7 | 県 河 川 開 発 室 |
| 24 | 風 配 | 農 水 省 | 33°57' 5 | 130°09' | 局 長 崎 南 総 |
| 25 | 黒 仁 田 | 〃 | 32°56' 6 | 130°07' 9 | 〃 |
| 26 | 片 木 | 〃 | 32°55' 8 | 130°04' 0 | 〃 |
| 27 | 折 山 | 〃 | 32°54' 2 | 130°06' 0 | 〃 |
| 28 | 清 水 | 建 設 省 | 32°53' 2 | 130°03' 8 | 長崎工事事務所 |
| 29 | 本 野 | 〃 | 32°53' 3 | 130°01' 5 | 〃 |
| 30 | 諫 早 | 気 象 庁 | 32°50' 5 | 130°03' 3 | 長崎海洋気象台 |
| 31 | 小 野 | 建 設 省 | 32°55' 5 | 130°02' 0 | 長崎工事事務所 |
| 32 | 女 来 木 | 〃 | 32°48' 8 | 130°04' 1 | 〃 |
| 33 | 大 島 | 農 水 省 | 32°50' 5 | 130°09' 4 | 局 長 崎 南 総 |
| 34 | 西 郷 | 〃 | 32°52' 3 | 130°14' 9 | 〃 |
| 35 | 山 田 | 〃 | 32°48' 6 | 130°12' 3 | 〃 |

は 29.4 mm/hr で豪雨とはいえない程度の降雨であった。同様のことが1967.7.9の昭和42年豪雨災害時についても言える。岸川から松浦川流域にかけては非常に大きい降雨が観測されているが、ごく近隣の佐賀では約半分の値となっている。これらは大水害が極めて局地的に発生することよく一致している。

次に、降雨継続時間について考察してみる。降雨強度式の一般型は、

$$r_t = \frac{a}{t^c + b} \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

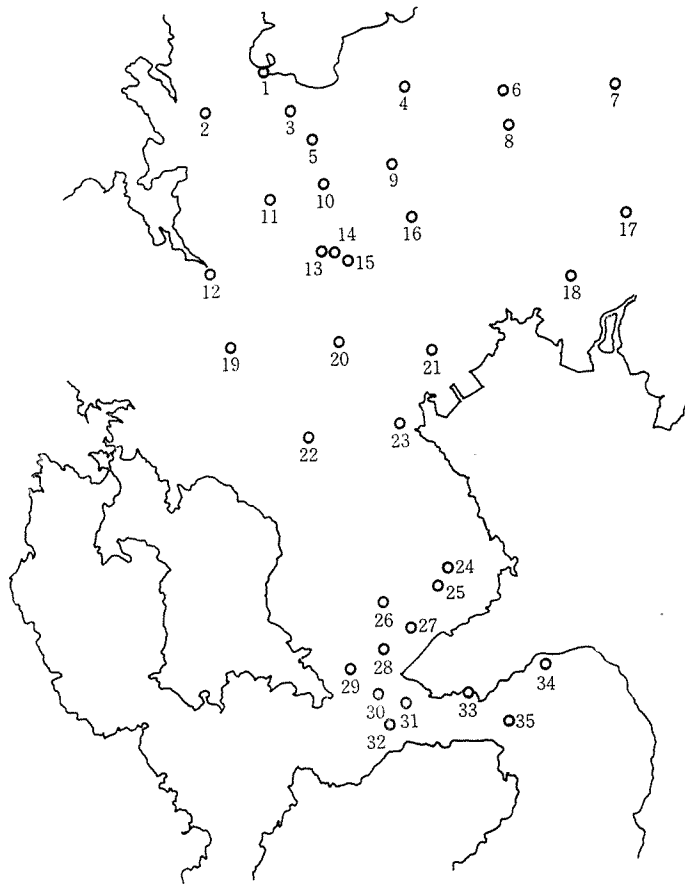


Fig. 2-1. 雨量観測所配置図

で代表されるが、後の解析に便利な Sherman 式,

$$r_t = \frac{a}{t^c} \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

で表現する.

ここで, r_t ; t 時間降雨強度 (mm/hr), t ; 継続時間 (hr), a ; 1 時間降雨強度, c ; 定数. (2.2) は対数紙上で傾き $-c$ を持つ直線関係を示している. 今, 代表的観測点として武雄及び西郷を選び, 降雨強度第 1 位から第 3 位までの値を Fig. 2-2, 2-3 にそれぞれ示す. 比較的強度の小さい降雨については $r_t \sim t$ が直線関係にある. しかし最大級の降雨については, $t \approx 3$ 付近で傾きに変化している. すなわち, $t=1 \sim 12$ について (2.2) を同定し, a 及び c を定めると, 1 時間降雨強度を示す a が過大な値となる. たとえば, Fig. 2-3 の 1/200 (A) は 1/200 年確率降雨強度について $t=1 \sim 3$ で (2.2) を同定した直線 (実線), また 1/200 (B) は同じく $t=1 \sim 12$ で同定した直線 (点線) であり, $t=1$ では両者の間に大きな差が生じる. 洪水極値流量を推算する場合, 合理式における降雨強度の定義でもわかるように, 洪水ピーク到達時間 t_p 内の流域平均降雨強度が必要である. t_p について角屋・福島³⁾ は (2.3) を提示している.

$$t_p = c_p A^{0.22} r_c^{-0.35} (\text{min}) \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

Tab. 2-2. 観測最大降雨強度

| 観測点 | | 降雨強度 mm/hr | | | 年月日 (資料期間) | 観測点 | | 降雨強度 mm/hr | | | 年月日 (資料期間) |
|-----|------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----|-----|----------------|----------------|----------------|--------------------|
| | | R ₁ | R ₂ | R ₃ | | | | R ₁ | R ₂ | R ₃ | |
| 1 | 唐津 | 64.5 | 51.3 | 44.5 | 1972. 7.11 (17) | 19 | 有田 | 98.0 | 80.0 | 57.3 | 1967. 7.09 (21) |
| 2 | 切木 | 66.9 | 53.8 | 37.5 | 1957. 7.04 (24) | 20 | 武雄 | 73.5 | 49.3 | 38.5 | 1967. 7.09 (13) |
| 3 | 和多田 | 55.5 | 39.3 | 32.3 | 1971. 9.04 (11) | 21 | 白石 | 45.0 | 37.0 | 35.7 | 1979. 6.21 (6) |
| 4 | 池原 | 52.0 | 40.5 | 29.3 | 1967. 7.08 (17) | 22 | 嬉野 | 77.5 | 74.0 | 56.2 | 1973. 7.27 (13) |
| 5 | 宇木 | 64.5 | 51.3 | 44.5 | 1972. 7.11 (8) | 23 | 鹿島 | 65.0 | 36.5 | 28.0 | 1976. 8.03 (11) |
| 6 | 北山ダム | 61.0 | 41.3 | 33.5 | 1973. 7.30 (15) | 24 | 風配 | 90.0 | 83.3 | 71.6 | 1957. 7.25 (7) |
| 7 | 背振山 | 70.5 | 48.3 | 40.8 | 1973. 7.30 (12) | 25 | 黒仁田 | 80.0 | 72.3 | 55.5 | 1963. 6.29 (13) |
| 8 | 権現山 | 62.0 | 39.0 | 28.7 | 1973. 7.30 (12) | 26 | 片木 | 80.0 | 80.0 | 74.7 | 1957. 7.25 (4) |
| 9 | 広川 | 54.0 | 36.5 | 29.3 | 1977. 6.09 (8) | 27 | 折山 | 92.0 | 73.0 | 60.7 | 1968. 7.13 (12) |
| 10 | 相知 | 72.0 | 53.5 | 40.3 | 1967. 7.09 (12) | 28 | 清水 | 113.4 | 97.8 | 83.9 | 1961. 8.19 (13) |
| 11 | 北波多 | 56.0 | 35.0 | 23.8 | 1970.10.12 (20) | 29 | 本野 | 72.8 | 63.0 | 54.9 | 1961. 8.19 (12) |
| 12 | 伊万里 | 46.0 | 44.0 | 39.7 | 1976. 8.03 (19) | 30 | 諫早 | 76.0 | 71.0 | 67.3 | 1957. 7.25 (11) |
| 13 | 東田代 | 94.5 | 76.0 | 57.7 | 1967. 7.08 (19) | 31 | 小野 | 91.0 | 73.7 | 56.1 | 1962. 7.07 (8) |
| 14 | 八幡岳 | 60.0 | 44.0 | 29.7 | 1973. 7.30 (9) | 32 | 女来木 | 82.6 | 52.2 | 37.5 | 1961. 8.19 (9) |
| 15 | 西多久 | 68.5 | 40.5 | 29.3 | 1973. 7.30 (13) | 33 | 大島 | 120.0 | 79.8 | 56.1 | 1962. 7.07 (8) |
| 16 | 岸川 | 110.0 | 61.3 | 43.0 | 1967. 7.09 (18) | 34 | 西郷 | 144.0 | 134.0 | 125.7 | 1957. 7.25 (16) |
| 17 | 神崎 | 54.0 | 35.3 | 25.7 | 1973. 7.30 (13) | 35 | 山田 | 107.5 | 93.6 | 94.2 | 1957. 7.25 (16) |
| 18 | 佐賀 | 90.0 | 48.0 | 38.0 | 1955. 4.15 (41) | | | | | | |

戸原¹⁾は先に松浦川支流厳木川について解析を行い、流域の70%が山林地で占める中島流量観測点での c_p 値、273を示した。また、角屋・福島³⁾の示した山林丘陵地での値は290である。今、 $c_p=290$ として降雨強度 $\bar{r}_e=50\sim80$ mm/hr を考えると、流域面積 $A=10$ km² の場合 (2・3) より求まる t_p は122~104 min (2.0~1.7 hr)、また $A=50$ km² の場合 174~150 min (2.9~2.5 hr) である。したがって、記録的豪雨を対象とする場合、50 km² 以下の中小流域では1~3時間降雨強度より (2・2) の定数 a, c を同定してよい。また、そうしないと Fig. 2-2 の西郷の例で示す

Tab. 2-3. 降雨地域差の1例

| 年 月 日 | 観測所 | 降 雨 強 度 mm/hr | | | | | |
|--------------------------|------|---------------|-------|-------|-------|------|------------------|
| | | 1 | 2 | 3 | 6 | 12 | 24 |
| 1957.7.25 諫早大水害 | 西 郷 | 144.0 | 134.0 | 125.7 | 107.8 | 83.4 | 46.1 (1106.4) |
| | 諫 早 | 76.0 | 71.0 | 67.3 | 49.2 | 41.3 | 24.5 (588.0) |
| | 佐 賀 | 29.4 | 17.7 | 13.5 | 11.0 | 9.2 | 7.1 (170.4) |
| 1967.7.9 S42年 豪雨災害 | 岸 川 | 110.0 | 61.3 | 43.0 | 23.9 | 13.2 | 7.0 (168.0) |
| | 北山ダム | 59.5 | 34.3 | 25.7 | 15.8 | 9.5 | 5.0 (120.0) |
| | 佐 賀 | 53.6 | 32.9 | 24.2 | 14.0 | 9.1 | 4.7 (112.8) |

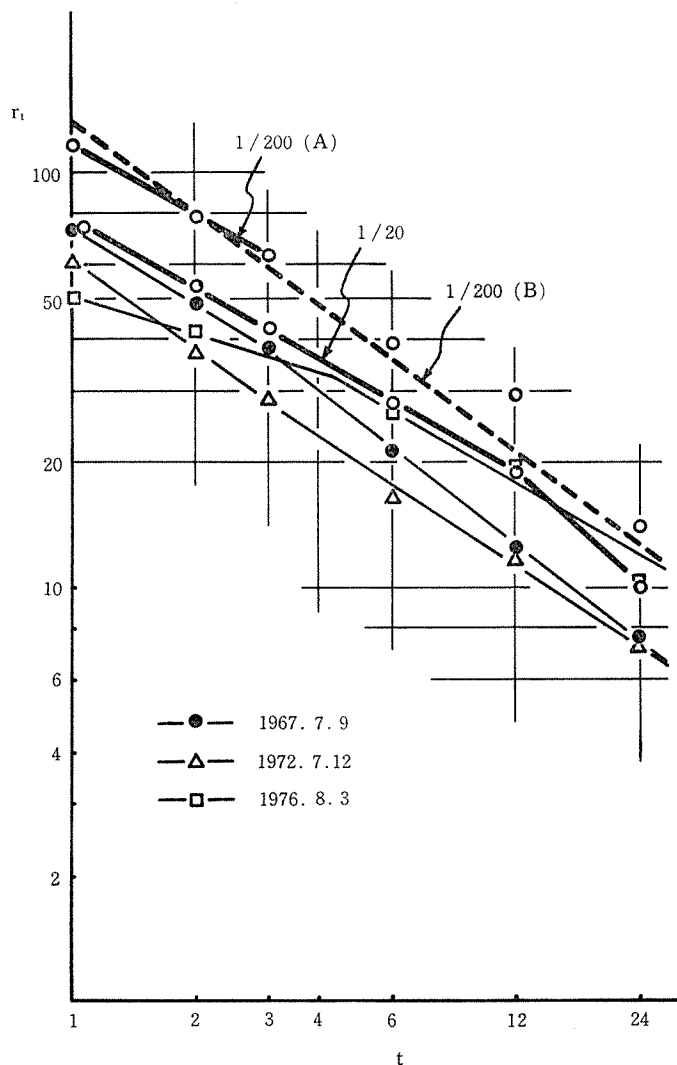


Fig. 2-2. 降雨強度特性 (武雄)

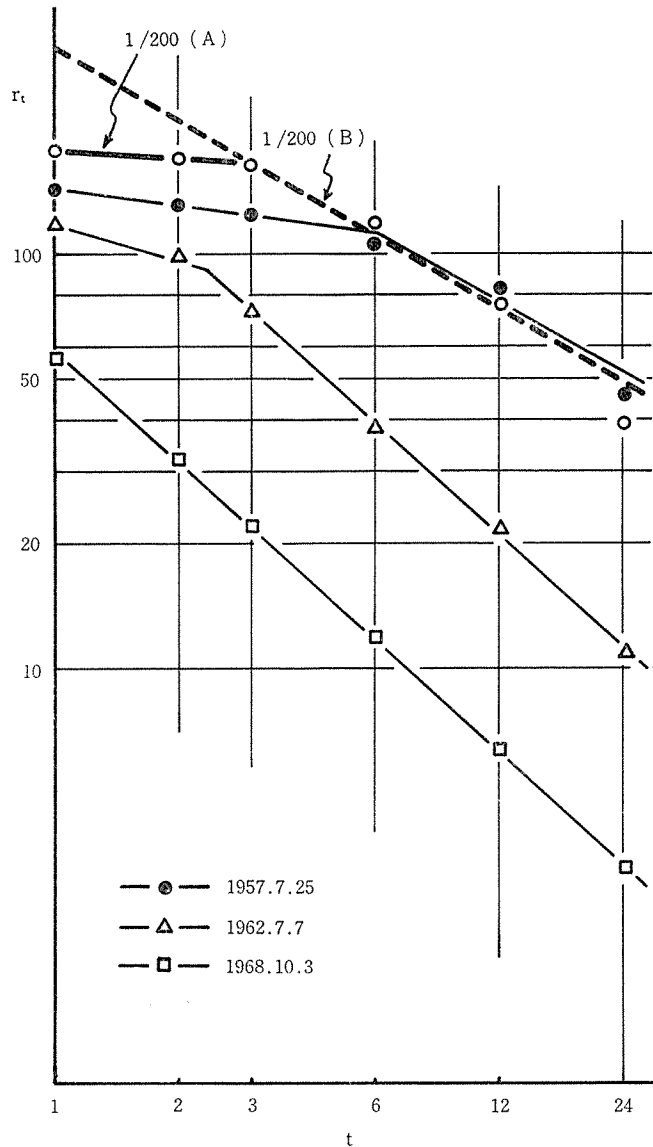


Fig. 2-3. 降雨強度特性（西郷）

ごとく $t=1\sim12$ で同定した場合, $t=1\sim2$ の降雨強度を異常に大きく見積る可能性がある. 観測資料のすべてについて, 両対数紙上にプロットし, 直線配列をなすものについては $t=1\sim12$ hr で, $3\sim6$ hr で折点のあるものについては $t=1\sim3$ hr で (2・2) の定数 a, c を同定する. 次に確率降雨強度を求め, 同じく Fig. 2-2, 2-3 に示す. 武雄では1/20年確率降雨強度が観測最大値を包絡した. また1/200年確率の1時間降雨強度は 118 mm/hr で観測最大値 73.5 mm/hr を大きく上回る. しかし, 近くの岸川では同じ観測日 (1967.7.9) に 110.0 mm/hr が観測されている. 強雨は非常に局地的で, かついずれの場所に降るか判明しないのでこの程度の確率降雨を予測しておく必要がある. 西郷については, 1957.7.25 の降雨が異常に大きく, 短時間降雨強度については1/200年確率で包絡しているが, 長時間降雨強度 $R_{12}\sim R_{24}$ は観測値がさらに上回っている.

る。しかし、小流域の極値流量は短時間の降雨強度 $R_1 \sim R_3$ が支配するのでやはり 1/200年確率降雨を予測しておけば十分であろう。以上の観点から、すべての観測所資料について確率降雨強度を求め、1/200年確率の値を極値流量算定の基礎資料とした。

3. 洪水極値比流量曲線式

比流量曲線の一般式として DAD 解析から誘導される (3.1) を用いる。

$$q = KA^{-\varepsilon} \exp \{-\delta A^\beta\} \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

ここで、 q ; 比流量 $m^3/s/km^2$, A ; 流域面積 km^2 . また $K, \varepsilon, \delta, \beta$ は (3.2), (3.3) で示す降雨の時空間特性から定まる定数である。

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{1}{3.6} \left(\frac{f \cdot a}{c_p^2} \right)^u \\ \varepsilon &= 0.22c \cdot u \\ \delta &= \alpha \cdot u \\ u &= 1/(1 - 0.35c) \\ f &: \text{流出率} \simeq 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

また、地点最大降雨を P_0 とするとき面積雨量 P について、Horton の DA 式は

$$\frac{P}{P_0} = \exp(-\alpha A^\beta) \quad \dots\dots\dots(3.3)$$

ここで、 a, c は (2.2) に示す DD 特性に関連する定数、 c_p は (2.3) に示す洪水ピーク到達時間の長短を示す定数、さらに α, β は降雨の空間的特性を表す定数である。

(3.1) を解析する基本的な考え方として、既往の最大観測降雨資料を用いて比流量を求めれば、特定流域でなく西九州すべての既往最大(極値)流量をすべて包絡する。もし包絡すれば各地の降雨資料から 1/200年確率の降雨特性を求め、これから極値比流量の分布を求めておけば、西九州各地の確率比流量が推定できる。

降雨強度の項で求めたように、九州における観測最大降雨は 1957.7.25、本明川流域を中心に発生している。したがって、本明川流域について降雨の時空間特性 (DAD) を解析する。

降雨の空間分布 (等雨量線図) を Fig. 3-1~Fig. 3-4 に示す。まず直観的にいえることは、短時間降雨強度 $R_1 \sim R_3$ では等降雨強度線が密であり、場所によって降雨の強弱の差が大きい。さらに高度の高い最上流点における降雨が必ずしも大きくなく、(3.3) の DA 解析を行う場合、上流から面積を広げていくのではなく、降雨の大きい順に、つまり河川の集水とは無関係に面積を広げていく。すなわち流域の置換を行う必要がある。長時間降雨強度 $R_6 \sim R_{12}$ については流域内の降雨分布はほぼ一様に近い。

今、(3.3) の自然対数を取り、 α, β を検討する。

$$\ln \frac{P_0}{P} = -\alpha \cdot A^\beta \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

Fig. 3-1~3-4 から各降雨強度ごとに面積雨量を求め P/P_0 と A の関係を Fig. 3-5 (a) に示す。Fig. 3-5 (b) は別に流域を Thiessen 分割して面積雨量を求め、同様の表示をしたものである。

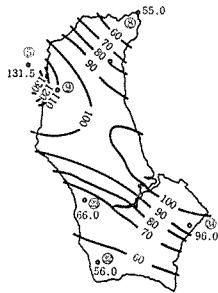
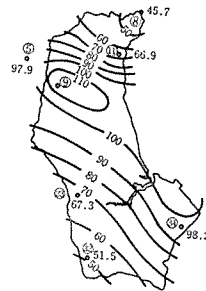
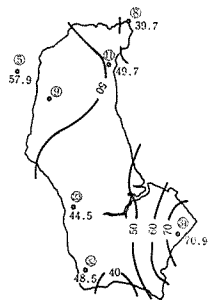
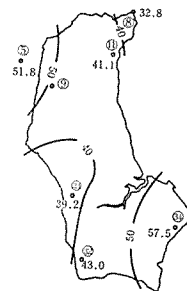
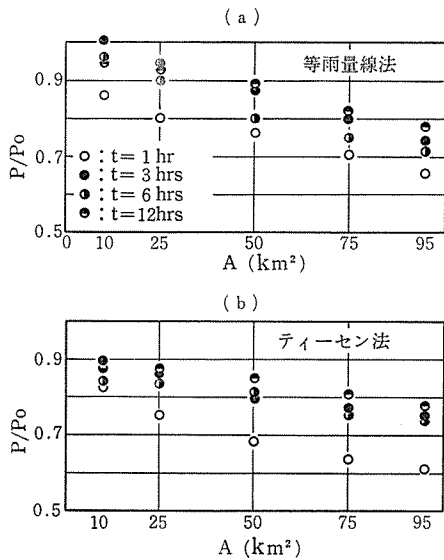
Fig. 3-1. R_1 等雨強度線 (本明川流域, 1957年7月25日21~22時)Fig. 3-2. R_3 等降雨強度線 (本明川流域, 1957年7月25日21~24時)Fig. 3-3. R_6 等降雨強度線 (本明川流域, 1957年7月25日18~24時)Fig. 3-4. R_{12} 等降雨強度線 (本明川流域, 1957年7月25日12~24時)

Fig. 3-5. DA特性

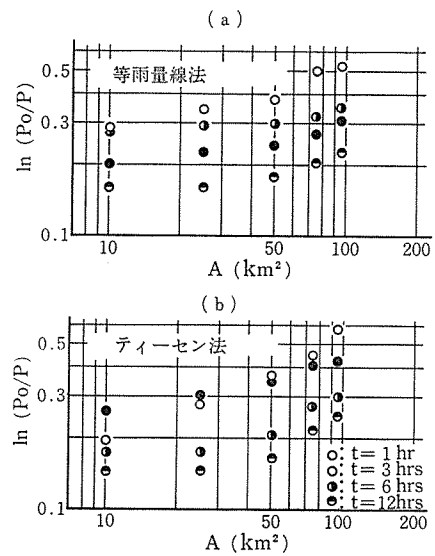


Fig. 3-6. Horton 式の DA 関係

(3・4) の形で対数紙上にプロットしたのが Fig. 3-6 (a), (b) である。任意の面積定数 A_0 を導入して,

Tab. 3-1. Horton 式における α, β 値

| t | ティーセン法 | | 等雨量線法(流域) | |
|-----------------|----------|---------|-----------|---------|
| | α | β | α | β |
| R ₁ | 0.0732 | 0.4178 | 0.1419 | 0.2572 |
| R ₃ | 0.1518 | 0.2221 | 0.1319 | 0.1666 |
| R ₆ | 0.0963 | 0.2277 | 0.2201 | 0.0870 |
| R ₁₂ | 0.0959 | 0.2329 | 0.1110 | 0.1398 |
| 平均 | 0.1043 | 0.2751 | 0.1512 | 0.1627 |

$$\ln \frac{P_0}{P} = \alpha(A - A_0)^\beta \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

(3.5) の形で表現すれば、さらによい直線近似が得られる。しかし、ここでは小流域を対象とするので (3.4) の形で対数を取り

$$\log \left(\ln \frac{P_0}{P} \right) = \log(-\alpha) + \beta \log A$$

と置き、最小2乗法で α, β を同定し、Tab. 3-1 に示す。各時間ごとに当然 α, β の値は異なる

が、 $t \sim \alpha$ 、あるいは $t \sim \beta$ の間に特定の関係が見出せないので、算術平均値 $\bar{\alpha}, \bar{\beta}$ を求める。また、Thiessen 法で求めた方がこの場合、値のばらつきが少なかったため Thiessen 法の解析結果を採用する。結果 DA 式は

$$\frac{P}{P_0} = \exp(-0.104 A^{0.275}) \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

次に、この降雨 (1957.7.25) について流域内の点最大降雨、大多武における DD 式は、

$$r_t = \frac{a}{t^c} = \frac{137.4}{t^{0.423}} \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

また、既往最大降雨、西郷では、

$$r_t = \frac{150.3}{t^{0.213}} \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

$c_p = 290$ として (3.6)~(3.8) の定数を用い、(3.1) の定数を計算すれば比流量式は

$$q = 42.34 A^{-0.111} \exp(-0.123 A^{0.275}) \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

(大多武)

$$q = 44.0 A^{-0.051} \exp(-0.113 A^{0.275}) \quad \dots\dots\dots(3.10)$$

(西郷)

これらを、西九州における既往最大観測流量とともに図示すれば Fig. 3-7 のとおりである。

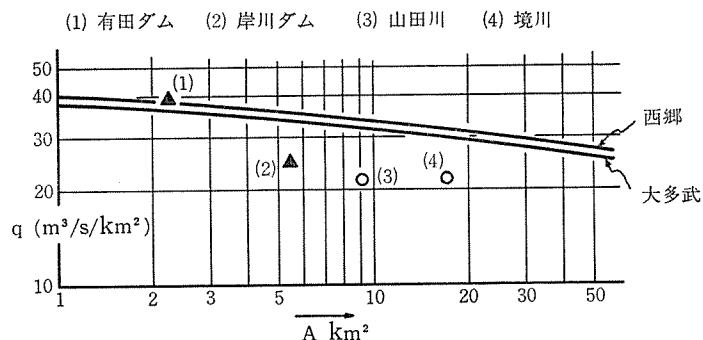


Fig. 3-7. 比流量の曲線図

有田ダムの観測値は異常に大きく、九州全域の観測値の中でも最大値である。したがって、既往最大観測降雨から求めた比流量値は、既往最大観測最大流量 (Tab. 3-2) をすべて包絡した。

Tab. 3-2. 既往観測量大流量

| 所在地 | 水系 | 河川名 | ダム名 | 流域 C.A.=km ² | 流量 m ³ /s | 比流量 m ³ /s/km ² | 年月日 | 時間雨量 mm/hr | 流量観測(推定)法 |
|-----|-----|-----|------|----------------------------|-------------------------|--|--------------|---------------|------------|
| 佐賀県 | 有田川 | 白川 | 有田ダム | 2.23 | 89.8 | 40.3 | 1967 7.9 | 88.0 | ダム水位上昇による。 |
| " | | 岸川 | 岸川ダム | 5.57 | 140.0 | 25.13 | 1967 7.9 | 115.0 | " |
| 長崎県 | | 境川 | | 17.28 | 383.0 | 22.2 | 1957 7.25 | — | H~Q |
| " | | 山田川 | | 9.30 | 202.0 | 21.7 | 1957 7.25 | 120.2 | H~Q |
| 熊本県 | | | 天君ダム | 9.30 | 135.0 | 14.5 | 1974 7.17 | 43.0 | ダム水位 |

角屋⁴⁾ は洪水比流量曲線式の総合化を行い、

$$q = K \cdot A^{-0.06} \exp(0.04A^{0.45}) \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

(九州, $K=49$)

を提示している。(3.10), (3.11) の各係数間には大きい差異が見られる。しかし、数値を検討するため図示すると (3.10), (3.11) は Fig. 3-8 のとおりで、中小流域 ($<100 \text{ km}^2$) では比流量値の差はほとんどない。基本式 (3.1) を考察すると $A^{-\epsilon}$ が曲線の傾きを、 \exp の項とくに β の値は曲線の曲率をそれぞれ表わし、小流域では K 値の大小、つまり DD 式の定数 a, c 及び洪水到達時間 t_p 式の定数 c_p によって値の大小が定まることがわかる。なお、 ϵ, δ も DD 式の c が関係する。しかし小流域では ϵ, δ の影響は小さい。

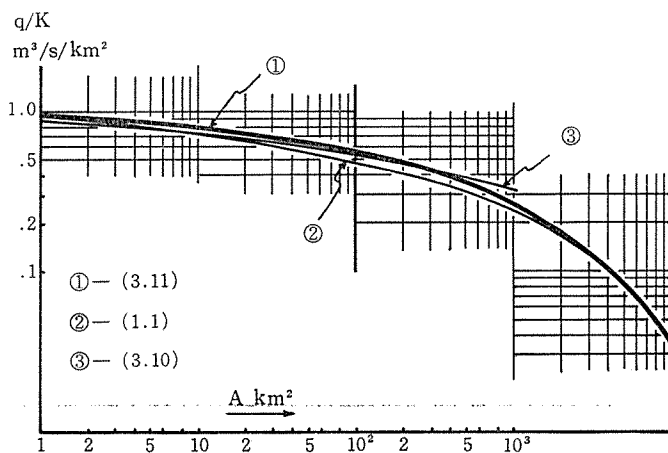


Fig. 3-8. 本明川流域及び総合比流量曲線式の比較

4. 中小ダムの洪水流量計算法

河川では流量が水位量曲線

$$Q = (aH + b)^n \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

で与えられるから、水位 H を観測することによって直接流量が求まる。しかし、ダムの場合貯留量 V の変化が流量に対応するので、

$$Q = \frac{dV}{dt} \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

(4.2) で表わされ、 H から直接計算することはできない。したがって、通常次の方法によって算定される。

(1) 洪水時の水位曲線 $H(t)$ と貯留量曲線 $V(t)$ を適当な関数で表わし、 $V(t)$ の微分値から求める。

(2) 近似的に10分あるいは1時間の貯留量増分を計算し、その時間内の平均値 $\Delta V/\Delta t$ より求める。

流域の小さい中小ダムでは洪水ピーク付近の水位増減が大きいので、差分法は好ましくないと考え、(1)の方法について以下考察する。今、時刻 t におけるダムへの流入量を I 、余水吐及び放水管からの放流量を O 、ダム貯水量を V とすれば、連続の式は、

$$I = O + \frac{dV}{dt} \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

また、 O は水位だけの関数であるから、たとえば

$$O \equiv f(H) = K \cdot B(H - h_d)^{3/2} \quad \dots\dots\dots(4.4)$$

ここに、 K ；流量係数 $\approx 1.8 \sim 2.1$ 、 B ；余水吐の幅、 h_d ；余水吐の敷高標高。よって、

$$I = f(H) + \frac{dV}{dt} \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

と表現できる。 $f(H)$ は (4.4) より自動的に算定できるので、 dV/dt を精度よく求める方法を考えればよい。Fig. 4-1 を参考にして考えれば、一般に水位貯留量曲線は比較的滑らかな曲線と

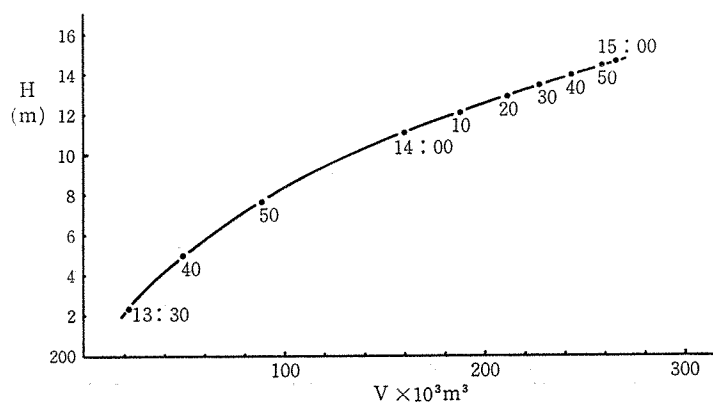


Fig. 4-1. 水位貯留量曲線 (岸川ダム, 1967年7月9日記録)

えられ、 V は H の各区間で H に関して 2 次あるいは 3 次の曲線で十分近似できる。ただし、全分点間を一度に曲線近似するのではなく、3 次式の場合、4 分点の値で、2 次式の場合、3 分点の値で近似し、随時分点をずらせていく。したがって、 H の各区間について Lagrange の補間多項式が利用できる。 n 次の補間多項式は、

$$y = \prod_{j=1}^{n+1} (x - x_j) \sum_{i=1}^{n+1} \frac{A_i}{(x - x_i)} y_i \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

$$\text{ただし、} \quad A_i = \frac{1}{\prod_{\substack{K=1 \\ (K \neq i)}}^{n+1} (x_i - x_K)}$$

(4.6) から水位・貯留量曲線 (Fig. 4.1) の各分点の水位 ($x_i \equiv H_i$) に対応する貯留量 ($y_i \equiv V_i$) を予め用意しておけば、任意時間に対応する貯留量 V が求まる。と同時に V が H の n 次式に補間近似されたことになる。(4.6) を x で微分すれば

$$\frac{dy}{dx} = \sum_{i=1}^{n+1} A_i y_i \left\{ \frac{1}{(x - x_i)} \prod_{\substack{K=1 \\ (K \neq i)}}^{n+1} \frac{(x - x_j)}{(x - x_K)} \right\} \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

計算を具体的に進めるため、佐賀県岸川ダムを例にとって、貯水量曲線を 3 次の多項式で近似した場合について述べる。(4.6) を展開すれば、

$$\begin{aligned} y = & y_1 \frac{(x - x_2)(x - x_3)(x - x_4)}{(x_1 - x_2)(x_1 - x_3)(x_1 - x_4)} + y_2 \frac{(x - x_1)(x - x_3)(x - x_4)}{(x_2 - x_1)(x_2 - x_3)(x_2 - x_4)} \\ & + y_3 \frac{(x - x_1)(x - x_2)(x - x_4)}{(x_3 - x_1)(x_3 - x_2)(x_3 - x_4)} + y_4 \frac{(x - x_1)(x - x_2)(x - x_3)}{(x_4 - x_1)(x_4 - x_2)(x_4 - x_3)} \quad \dots\dots\dots(4.8) \end{aligned}$$

添字は各分点を示し、その値は定数であるから、

$$A_i = 1 / \prod_{\substack{j=1 \\ (j \neq i)}}^4 (x_i - x_j) \quad \dots\dots\dots(4.9)$$

と置き、

$$\begin{aligned} y = & A_1 y_1 (x - x_2)(x - x_3)(x - x_4) + A_2 y_2 (x - x_1)(x - x_3)(x - x_4) \\ & + A_3 y_3 (x - x_1)(x - x_2)(x - x_4) + A_4 y_4 (x - x_1)(x - x_2)(x - x_3) \quad \dots\dots\dots(4.10) \end{aligned}$$

また、(4.7) を展開すれば、

$$\frac{dy}{dx} = 3Lx^2 - 2Mx + K \quad \dots\dots\dots(4.11)$$

ただし、

$$L = \sum_{i=1}^4 A_i y_i, \quad M = \sum_{i=1}^4 A_i a_i y_i, \quad K = \sum_{i=1}^4 A_i b_i y_i \quad \dots\dots\dots(4.12)$$

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= x_2 + x_3 + x_4 \\ a_2 &= x_1 + x_3 + x_4 \\ a_3 &= x_1 + x_2 + x_4 \\ a_4 &= x_1 + x_2 + x_3 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(4.13)$$

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= x_2 x_3 + x_3 x_4 + x_2 x_4 \\ b_2 &= x_1 x_3 + x_1 x_4 + x_3 x_4 \\ b_3 &= x_1 x_2 + x_1 x_4 + x_2 x_4 \\ b_4 &= x_1 x_2 + x_2 x_3 + x_1 x_3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.14)$$

今、貯留量を $y(\equiv V)$ 、観測時間を $x(\equiv t)$ とすれば、ピーク流量の発生時刻は、

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 6Lx - 2M = 0$$

より、

$$x = \frac{1}{3} \cdot \frac{M}{L} \dots\dots\dots(4.15)$$

で与えられる。また、(4.11) で求めた流量では放流量を差し引いた値 $I-O$ であるから、(4.3) を計算し、流入量 I を改めて2次式に近似したとき、

$$I = Lx^2 - Mx + K \dots\dots\dots(4.16)$$

ピーク流量の発生時間は、

$$t_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{L} \dots\dots\dots(4.17)$$

でそれぞれ与えられる。ただし、 L, M, K を求めるとき $y_i \equiv I_i$ である。

Fig. 4-2 は1967.7.9の観測記録であり、これを用いて計算した結果を Fig. 4-3 に示す。手計算の場合、Fig. 4-4 に示すごとく、(2)の方法を用い貯留量の増分 $\Delta V = V_i - V_{i-1}$ を時間 Δt で除して Δt 時間の平均流量を求める、いわゆる、Eulerの方法が用いられる。

$$I = \frac{O_i + O_{i-1}}{2} + \frac{V_i - V_{i-1}}{\Delta t} \dots\dots\dots(4.18)$$

これは貯留量曲線を直線(1次式)に近似したことに対応する。計算手順を Tab. 4-1 に示す。

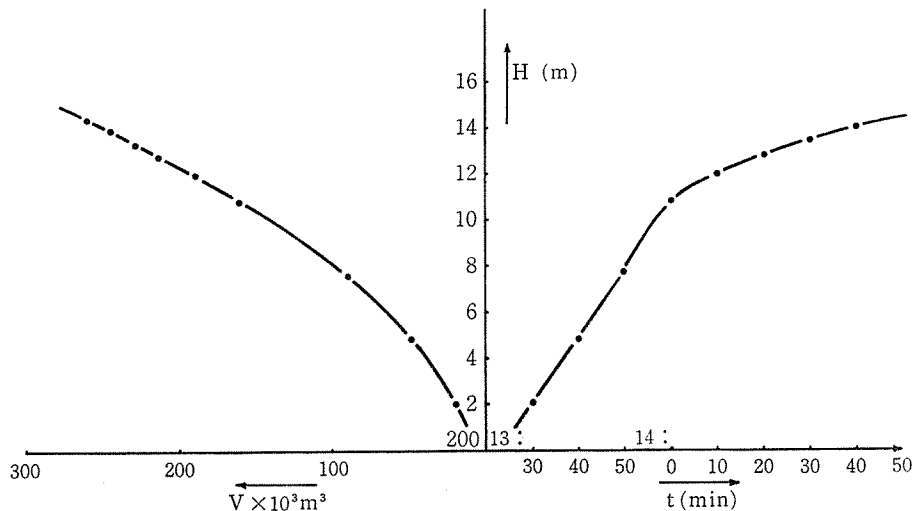


Fig. 4-2. 時間・水位・貯留量曲線(岸川ダム)

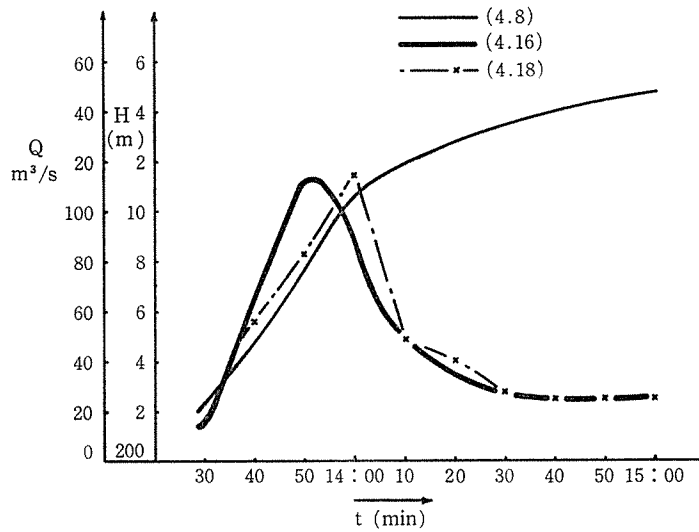


Fig. 4-3. ダム水位曲線と計算洪水流量

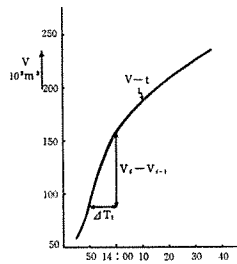


Fig. 4-4. Euler 法による差分近似

Tab. 4-1. 岸川防災ダム洪水記録 (1967年7月9日)

 Δt 10 分

| 時刻 | 雨量 | | 水位 | 貯水量 | 増加量 | 流量 | 放流量 | 流入量 |
|-------|------|-------|----------|--------------------|--------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| (A) | 10分 | 累加 | (B) H | V_i | $V_i - V_{i-1}$ | (1) $(V_i - V_{i-1}) / \Delta t$ | (2) O | (1)+(2) |
| 時分 | mm | mm | m | 10^3 m^3 | 10^3 m^3 | m^3/s | m^3/s | m^3/s |
| 13:30 | 20.3 | 92.7 | 202.2 | 23.0 | 3.0 | 1.67 | 11.0 | 12.67 |
| 40 | 21.3 | 118.5 | 204.8 | 48.4 | 25.4 | 42.3 | 13.0 | 55.3 |
| 50 | 18.4 | 136.9 | 207.6 | 89.5 | 41.1 | 68.5 | 15.0 | 83.5 |
| 14:00 | 2.3 | 139.2 | 210.8 | 160.0 | 70.5 | 117.5 | — | 117.5 |
| 10 | 0.1 | " | 211.9 | 188.0 | 28.0 | 46.6 | — | 46.6 |
| 20 | — | " | 212.8 | 212.0 | 24.0 | 40.0 | — | 40.0 |
| 30 | — | " | 213.3 | 228.5 | 16.5 | 27.5 | — | 27.5 |
| 40 | — | " | 213.9 | 244.0 | 15.5 | 25.8 | 3.0 | 25.8 |
| 50 | — | " | 214.4 | 259.5 | 15.5 | 25.8 | 8.0 | 25.8 |
| 15:00 | — | " | 214.7 | 265.0 | 5.5 | 9.2 | 14.0 | 9.2 |

5. 西九州における洪水極値流量

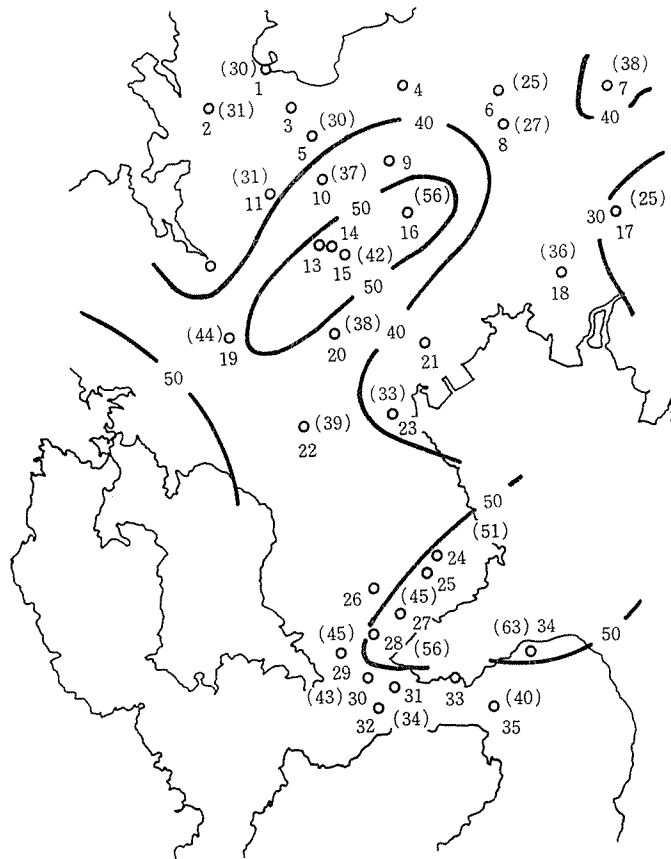
比流量曲線式を検討した結果、降雨観測所ごとに確率降雨強度を求め、DD式の定数 a, c を定めて観測地点ごとに比流量曲線式の定数を決定しておけば、洪水極値流量の分布が求まる (Tab. 5-1). 中小流域ではDA特性はあまり影響しないことから、特定流域、特定降雨の時空間特性から求めた、(3・9)、(3・10)を用い、角屋の示した総合比流量曲線式(3・11)を使って確率降雨強度(1/200年)より K 値を算定する。なお、九州・沖縄地域の K 値は49が提案されている。

Tab. 5-1. 降雨強度及びDD特性値

| 地 点 | 観測最大降雨強度 | | | 1/200年確率降雨強度, シャーマン定数, K 値 | | | | | |
|-------|----------|-------|-------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|
| | R_1 | R_2 | R_3 | K_1 | R_2 | R_3 | a | c | K |
| 唐 津 | 64.5 | 51.3 | 44.5 | 115.8 | 63.9 | 46.9 | 103.6 | 0.594 | 30 ¹ |
| 切 木 | 66.9 | 53.8 | 37.5 | 98.2 | 75.1 | 59.1 | 107.6 | 0.567 | 31 ¹ |
| 宇 木 | 64.5 | 51.3 | 44.5 | 84.5 | 75.0 | 65.2 | 105.1 | 0.614 | 30 ¹ |
| 北山ダム | 61.0 | 41.3 | 33.5 | 98.0 | 55.3 | 42.9 | 88.9 | 0.599 | 25 ¹ |
| 背振山 | 70.5 | 48.3 | 40.8 | 109.5 | 88.5 | 77.7 | 125.7 | 0.539 | 38 ¹ |
| 権現山 | 62.0 | 39.0 | 28.7 | 96.3 | 68.2 | 48.6 | 96.5 | 0.577 | 27 ¹ |
| 相知 | 72.0 | 53.5 | 40.3 | 106.2 | 81.0 | 64.8 | 120.9 | 0.644 | 37 ¹ |
| 北波田 | 56.0 | 35.0 | 23.8 | 85.1 | 73.4 | 70.2 | 106.8 | 0.596 | 31 ¹ |
| 西多 | 68.5 | 51.2 | 38.5 | 128.0 | 80.7 | 57.6 | 131.8 | 0.721 | 42 ¹ |
| 岸 川 | 110.0 | 61.3 | 43.0 | 161.9 | 94.1 | 68.4 | 162.0 | 0.785 | 56 ² |
| 神 崎 | 54.0 | 35.3 | 25.7 | 88.8 | 65.9 | 47.2 | 91.2 | 0.586 | 25 ¹ |
| 佐 賀 | 90.0 | 54.5 | 43.7 | 123.0 | 74.7 | 61.3 | 121.3 | 0.643 | 36 ² |
| 有 田 | 98.0 | 80.0 | 57.3 | 141.6 | 111.3 | 84.1 | 144.7 | 0.460 | 44 ² |
| 武 雄 | 73.5 | 49.3 | 38.7 | 117.8 | 79.8 | 63.1 | 125.1 | 0.651 | 38 ¹ |
| 嬉 野 | 77.5 | 74.0 | 56.2 | 104.2 | 104.0 | 83.4 | 128.9 | 0.533 | 39 ¹ |
| 鹿 島 | 65.0 | 36.5 | 28.0 | 97.5 | 91.0 | 61.8 | 114.1 | 0.536 | 33 ¹ |
| 風 配 | 90.0 | 83.2 | 71.6 | 170.2 | 139.8 | 124.2 | 170.3 | 0.286 | 51 ² |
| 黒 仁 田 | 76.0 | 60.0 | 52.2 | 146.7 | 138.6 | 106.6 | 151.9 | 0.268 | 45 ² |
| 清 水 | 113.4 | 97.8 | 83.9 | 182.9 | 162.8 | 132.5 | 186.8 | 0.280 | 56 ² |
| 本 野 | 72.8 | 63.0 | 54.9 | 147.5 | 124.0 | 99.0 | 150.3 | 0.351 | 45 ² |
| 諫 早 | 76.0 | 71.0 | 67.3 | 124.2 | 118.0 | 110.6 | 144.6 | 0.312 | 43 ¹ |
| 女 来 木 | 82.6 | 52.2 | 37.5 | 114.3 | 68.0 | 50.9 | 114.1 | 0.738 | 34 ² |
| 西 郷 | 144.0 | 134.0 | 125.7 | 176.3 | 173.0 | 171.7 | 176.3 | 0.024 | 63 ² |
| 山 田 | 107.5 | 93.6 | 94.2 | 114.9 | 113.0 | 102.8 | 136.5 | 0.377 | 40 ¹ |

注) K 値欄インデックス 1 は $R_1 \sim R_3$ を用いて計算, 2 は $R_1 \sim R_2$ を用いて計算。

コンピューターにより一連の統計処理を行い、 K 値を自動的に求め、地図上に等 K 値線を引くと Fig. 5-1 のとおりである。佐賀県下では天山の南斜面から多久市の山岳地域がとくに大きく、1/200年確率の K 値は50である。玄海、有明海に面した平地部では35~40程度である。長崎県は資料収集の関係で全域についての解析は行っていないが、本明川流域の山岳地域及び佐世保付近の値が大きい。以上総合すれば、河川管理施設等構造令に定められたダム設計洪水流量等について「200年につき1回の割合で発生するものと予想される洪水の流量」は(3・11)を用い、当該地域の K 値を用いて算定できる。

Fig. 5-1. 西九州における洪水極値係数 K の分布

6. 結 語

西九州の豪雨地域を中心に毎時観測雨量を収集解析した結果、観測最大降雨より算定した洪水ピーク流量は、各河川の観測最大洪水流量をすべて包絡することを明らかにした。その結果から、各地の確率降雨及び、その DD 特性から比流量式の定数を定めれば確率洪水流量が定まると仮定して、一連の統計解析を行い、西九州各地の洪水極値係数ともいえる K 値を算定し、分布図を示した。なお、この研究は昭和52年度（試験研究）から京大防災研、角屋教授を中心とした研究グループの一員として、さらに54年度（自然災害特別研究）から島根大、田中教授を中心にした研究の成果の一部である。両教授からは熱心なご指導、助言をいただいた。また、佐賀地方気象台、佐賀県土木部河川開発室、九州地方建設局武雄工事々務所、九州農政局長崎南部地域総合開発調査事務所、多久市岸川ダム管理所より多くの資料を提供していただいた。記して厚く感謝の意を表する次第である。

摘 要

洪水極値の合理的推算法について研究した。観測最大降雨について DAD 解析を行い、本明川

流域の洪水比流量曲線式 (3・10) を示した. 式 (3・10) は九州全域における中小流域の観測最大流量をすべて包絡することを示した (Fig. 3-7). さらに, 0.5% 確率降雨強度 (リターンペリオド200年) を求め, その DD 特性から洪水極値係数 K を算定し, 西九州各地における洪水極値分布を示した (Fig. 5-1). 最後に, 中小ダムへ流入する洪水流量の算定法について研究した. すなわち, ダムの観測水位曲線をラグランジェの補間多項式で近似し, その多項式を用いて洪水ピーク流量及びその発生時刻を求めた. また, これらを観測値に適用し, 良い結果を得た.

参 考 文 献

- 1) 戸原義男・瀬口昌洋 (1979) 九州北部流域の洪水比流量に関する研究, 佐賀大農彙 42: 31~52.
- 2) 戸原義男・加藤 治・長 裕幸 (1981) 北九州流域の洪水極値について, 農土講演要旨集: 33~34.
- 3) 角屋 睦・福島 晟 (1976) 中小河川の洪水到達時間, 京大防災研究所報告第19号 B: 143~152.
- 4) 角屋 睦 (1979) ダム. 頭首工の安全設計資料としての洪水比流量に関する研究, 科学研究費 (試験研究) 報告書: 164~171.